

В настоящее время ежегодный объем производства и применение бетона и железобетона в мировой практике строительства намного опережает другие виды материалов. Благодаря высоким физико-механическим свойствам, доступности исходных материалов, включая отходы других отраслей промышленности, экологической нейтральности по отношению к окружающей среде, низкой энергоемкости железобетон надолго сохранит свою лидирующую роль среди других материалов и конструкций. В обозримой перспективе изделия из железобетона останутся основными, прогрессивными и непрерывно развивающимися конструктивными элементами строительства различных объектов. Одно из важнейших достоинств железобетонных конструкций – возможность применения высокопрочных сортов арматурной стали. Однако экономическая эффективность за счет снижения материалоемкости конструкций может быть обеспечена лишь при условии рационального использования высоких механических свойств применяемой арматуры как из стального проката, так и из более прочных материалов из углеродных или арамидных волокон.

Конструкции, в которых совместно работают элементы из различных материалов, успешно применяются в различных сочетаниях. В последнее время появляются новые эффективные конструкционные материалы и изделия. В комплексных, либо многокомпонентных, конструкциях должны рационально совмещаться для совместной работы элементы, изготовленные из материалов, обладающих различными физико-механическими свойствами или деформативно-прочностными характеристиками. Выбор материалов для компонентов (элементов) и взаимное размещение в конструкции определяется их функциональным назначением, технологией изготовления. Чем полнее используются свойства материалов, тем эффективнее сама конструкция.

УДК 624.012.454:669.018

ДЕФОРМАЦИИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И НАПРЯЖЕНИЯ В БЕТОНЕ СЖАТОЙ ЗОНЫ ВНЕЦЕНТРЕННО НАГРУЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

*канд. техн. наук, доц. Ю.В. ПОПКОВ
(Полоцкий государственный университет)*

Представлены результаты экспериментального изучения деформаций с применением впервые метода голографической интерферометрии в исследовании образцов-моделей сжатых железобетонных конструкций. Получены зависимости деформирования поперечных сечений, подтверждающие справедливость применения в расчетных моделях гипотезы плоских сечений. Приведен анализ характеристик напряженного состояния бетона сжатой зоны железобетонных конструкций, армированных сталью класса S800 и выше, на основании которого предложено в общем деформационном методе расчета применять трансформированную диаграмму «напряжение – деформация» для бетона, учитывающую влияние градиента распределения деформаций и высокопрочной арматурой стали.

Введение. Общая деформационная расчетная модель сечений, нормальных к продольной оси железобетонного элемента [1 – 3], основывается на принятии гипотез, которые позволяют упростить решение задач расчета конструкций за счет унификации исходных предпосылок в построении расчетных схем. Одними из основополагающих являются гипотеза плоских сечений, предполагающая совместность деформаций бетона и арматуры железобетонных элементов, а также гипотеза, согласно которой принимается эпюра распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения, описываемая криволинейной зависимостью «напряжение – деформация», полученной из опытов на образцах-призмах при однородном (безградиентном) напряженном состоянии. Вследствие этого в расчетах изгибаемых и внецентренно нагруженных элементов используется диаграмма деформирования бетона « $\sigma - \varepsilon$ », полученная для других условий – одноосного, однородного сжатия. Существует множество предложений по описанию диаграмм деформирования бетона: в виде полиномов, степенных, показательных, дробно-рациональных функций и других зависимостей. Та или иная зависимость может быть выбрана с учетом особенностей решаемой задачи.

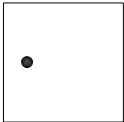
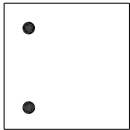
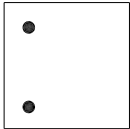
Современный уровень развития средств и методов измерений не позволяет экспериментальным путем определить с достаточной достоверностью зависимость « $\sigma - \varepsilon$ » в бетоне сжатых элементов конструкций. Однако дальнейшее изучение характера деформирования и напряженного состояния железобетонных элементов на экспериментальной основе имеет важное значение в совершенствовании расчетных теорий.

Распределение деформаций по высоте поперечных сечений опытных образцов-моделей железобетонных элементов (метод голографической интерферометрии). Широко используемые в экспериментальных исследованиях методы тензометрии требуют привлечения большого количества преобразователей деформаций, что повышает трудоемкость эксперимента и снижает точность измерений. Метод голографической интерферометрии исключает некоторые недостатки и систематические погрешности других методов тензометрии и позволяет получать информацию в виде поля деформаций исследуемой поверхности объекта, зафиксированную на каждом этапе развития процесса деформирования и трещинообразования. Голографический метод находит все большее применение в различных областях техники и является в некоторых случаях эффективным средством исследований [4 – 6].

Задача данной работы – экспериментальное изучение поля деформаций с применением впервые голографического метода в исследовании сжатых железобетонных конструкций на всех стадиях деформирования при нагружении.

Исследования проводились на шести образцах с размерами 50×50×250 мм, изготовленных из мелкозернистого бетона с армированием проволокой S500 (ГОСТ 6727) диаметром 3 мм. Для усиления опорных сечений образцы при изготовлении оснащались стальными пластинами. С целью обеспечения анкеровки арматуры оба ее конца выводились через отверстия за пределы стальных торцевых пластин и приваривались. Предусматривалось изготовление и испытание трех типов образцов (таблица), которые отличались количеством арматуры, положением точек приложения продольной испытательной нагрузки так, что были охвачены случаи работы с «малым» и «большим» эксцентриситетами.

Характеристики опытных образцов

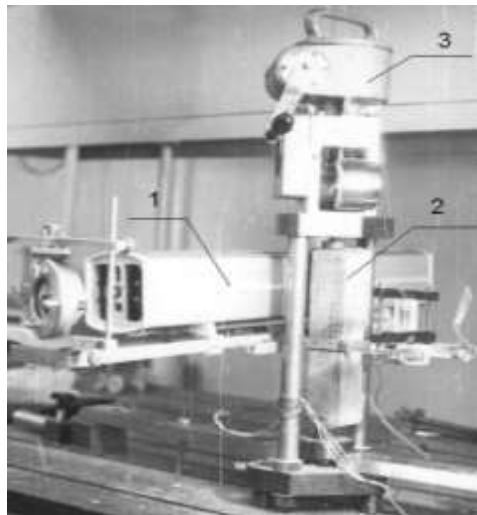
Тип образца	Схема армирования	Начальный эксцентриситет, е, мм	Случай сжатия	Количество образцов
1	 1 Ø3 S 500	50	1	2
2	 2 Ø3 S 500	50	2	2
3	 2 Ø3 S 500	25	2*	2

2* – случай сжатия без трещин в «растянутой» зоне сечения.

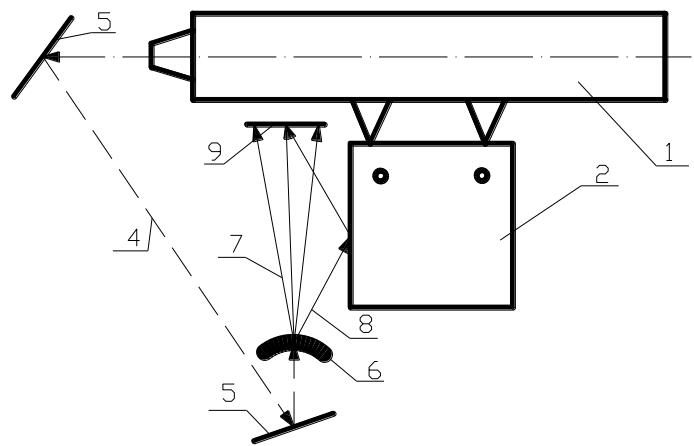
В качестве нагружающего устройства использован твердомер типа ТШП-2 с удлиненными силовыми стойками. Регистрация голограмм осуществлялась внестеновым интерферометром, закрепленным вместе с излучателем (гелий-неоновым лазером) типа ЛГ52-2 на исследуемом образце (рис. 1).

Запись изображения поверхности среднего участка боковой грани образцов регистрировалась на плоской светочувствительной фотопластине с размерами 30 × 90 мм и разрешающей способностью не менее 5000 линий/мм. Направление освещения поверхности ориентировалось перпендикулярно их продольной оси. Для расшифровки интерферограмм на исследуемой поверхности граней предварительно наносилась координатная сетка. Запись голограмм проводилась методом двух экспозиций. В промежутках между экспозициями нагрузку на образец увеличивали ступенями (0,05...0,1 от разрушающей). После каждой ступени нагружения зарегистрированная интерферограмма проявлялась и контролировалось качество изображения.

По полученным комплектам интерферограмм, соответствующим определенным этапам нагружения и типам образцов, проведен анализ результатов исследований (рис. 2, а – г).



а)



б)

Рис. 1. Конструкция нагружающего устройства в комплекте с интерферометром (а) и принципиальная схема реализации записи голограмм (б):
1 – лазер ЛГ-52-2; 2 – исследуемый объект; 3 – нагружающее устройство; 4 – луч, излучаемый лазером;
5 – отражающие зеркала; 6 – рассеивающая линза; 7 – опорный луч;
8 – предметный луч; 9 – фотопластина (голограмма)



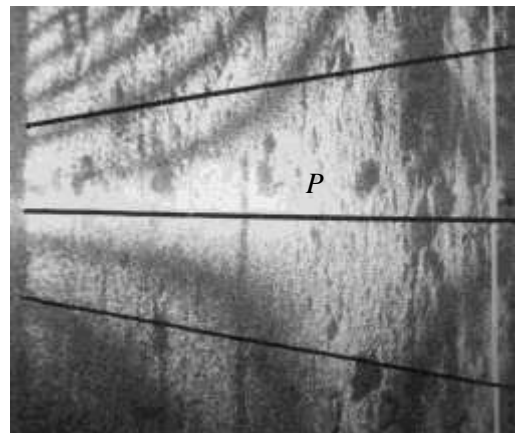
а)



б)



в)



г)

Рис. 2. Характерный вид интерферограмм из комплектов исследований образцов:
1 типа (а); 2 типа (б); 3 типа (в, г);
 P – плоскость, проходящая через освещающий источник перпендикулярно продольной оси образца

Большинство интерферограмм содержит интерференционные полосы, образующие характерную картину в виде «креста», одна из полос которого перпендикулярна продольной оси элемента, а другая – почти параллельна ей. Если изменить на голограмме точку наблюдения, двигаясь параллельно продольной оси образца, то «крест» переместится по поверхности грани в том же направлении и на то же расстояние, что и наблюдатель. Анализируя указанный характер полос, можно сделать вывод о том, что при равенстве углов освещения и наблюдения пересечение полос всегда находится на уровне нулевых приращений деформаций. Таким образом, не прибегая к расшифровке интерферограмм, путем лишь качественного анализа можно достаточно точно установить положение нейтральной оси на любой стадии нагружения образца.

Весьма просто может быть определено и распределение деформаций на исследуемой грани. Пусть интерферограмма получена при ее наблюдении из некоторой точки, лежащей в плоскости P (см. рис. 2, г) и проходящей через освещающий источник перпендикулярно продольной оси элемента. Для точек поверхности боковой грани, лежащих в плоскости P , чувствительность к перемещениям вдоль оси образца будет равна нулю.

При удалении от этой плоскости чувствительность к перемещениям вдоль оси будет возрастать. Выберем на интерферограмме два сечения, перпендикулярные продольной оси образца и расположенные по разные стороны от плоскости P на равных расстояниях от нее (см. рис. 2, г). Для этих сечений на общем графике построены кривые распределения порядковых номеров (N) интерференционных полос вдоль сечения, считая за нулевую полосу, образующую «крест». Сумма абсцисс двух кривых ($\sum N_x$) будет связана с деформацией (ε_x) соотношением:

$$\varepsilon_x = \frac{2\lambda L^2 \cdot \sum N_x}{(\sqrt{(0,5L)^2 + (e+x)^2 + c^2})^{-1} + (\sqrt{(0,5L)^2 + (a-e-x)^2 + d^2})^{-1}}, \quad (1)$$

где x – координата, отсчитываемая от ближайшего ребра вдоль рассматриваемых сечений; a , e – расстояния от голограммы до освещающего источника и до ближайшего ребра соответственно; c , d – расстояния от точки наблюдения до освещающего источника и до плоскости объекта соответственно; L – расстояние между сечениями; λ – длина волны лазерного луча ($\lambda = 0,6328 \text{ мкм}$ для лазера ЛГ52-2).

Формула (1) получена в предположении симметричности перемещений относительно плоскости P . Это предположение выполняется при условии симметричного расположения относительно плоскости P элементов крепления интерферометра к объекту [4, 5].

Величина деформации, зарегистрированная на каждой голограмме, учитывалась при обработке данных как приращение деформаций предыдущего этапа нагружения. Положение нейтральной оси при этом определялось путем непосредственного измерения действительного изображения интерферограмм, восстановленного в натуральную величину, без искажений.

Общий вид конечных эпюр деформаций (рис. 3), включая стадию работы элементов, близкую к разрушению, построен на основании расшифровки интерферограмм с использованием формулы (1).

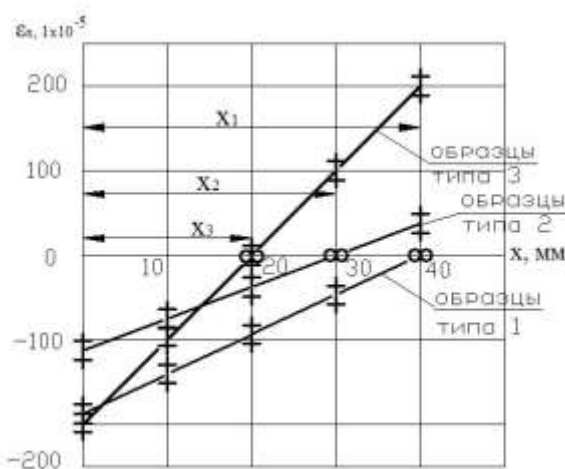


Рис. 3. Эпюры распределения деформаций по высоте сечения в плоскости P исследованных объектов, построенные на основании расшифровки интерферограмм

Количественные значения полученных в данном опыте деформаций не представляют интереса и не могут быть положены в основу каких-либо обобщений без соответствующих обоснований принципов моделирования. Однако количественная оценка распределения деформаций по высоте сечения в виде линейной аппроксимации опытных величин при незначительной относительной погрешности ($< 5\%$) может быть весьма полезной в дальнейших дискуссиях о гипотезе плоских сечений.

Таким образом, на основании проведенного эксперимента установлено, что в методе голографической интерферометрии путем лишь качественного анализа картины интерференционных полос можно с высокой степенью достоверности получить полную картину распределения деформаций грани железобетонного элемента.

Распределение деформаций по высоте поперечных сечений исследованных образцов и положение нейтральной оси, полученные после расшифровки голограмм, показали зависимость, близкую к линейной, отражающую пропорциональную связь средних деформаций и расстояний до нейтральной оси, что подтверждает справедливость гипотезы плоских сечений.

Характеристики напряженного состояния бетона сжатой зоны железобетонных конструкций, армированных сталью класса S800. В сечениях, нормальных к продольной оси железобетонных элементов, при действии продольных сил и изгибающих моментов напряжения в бетоне сжатой зоны развиваются в условиях неоднородного распределения деформаций. Наличие градиента деформаций при неоднородном деформировании сжатой зоны оказывает существенное влияние на работу конструкции в целом, что должно учитываться в расчетной оценке их прочности [3]. Весьма значительным, как показывают многочисленные эксперименты [7 – 11], является также и влияние армирования сжатой зоны бетона высокопрочными сортами стали класса S800 и выше. Совместная работа на сжатие бетона и арматуры с высокими пределами текучести повышает в ряде случаев несущую способность конструкций в 1,3...1,8 раза по сравнению с несущей способностью конструкций, армированных мягкими сталями. Уточнение для вышеуказанных условий деформирования бетона эпюры распределения напряжений в сжатой зоне представляется необходимым с целью дальнейшего усовершенствования расчетных моделей железобетонных конструкций.

Для получения сведений, используя результаты экспериментов, о характеристиках напряженного состояния бетона сжатой зоны проведен анализ деформированного состояния опытных образцов в предельных стадиях с помощью уровней равновесия, которые позволяют установить величину усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны, и положение оси ее действия, а также условный коэффициент полноты эпюры распределения напряжений. Данные характеристики напряженного состояния дают возможность судить, хотя и косвенно, о параметрах формы эпюры в бетоне сжатой зоны. Величина равнодействующей напряжений в бетоне сжатой зоны (N_c) определялась из условия равновесия продольных сил:

$$N_c = N_u - \sum \sigma_{si} A_{si}, \quad (2)$$

где N_u – опытная предельная нагрузка, приложенная к образцу; σ_{si} – напряжение в i -том арматурном стержне, полученное по измеренным деформациям в конструкции и в испытанных образцах стали по фактической диаграмме « $\sigma_s - \varepsilon_s$ »; A_{si} – площадь поперечного сечения арматурных стержней конструкции.

Положение линии действия усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны (N_c), определялось расстоянием (z_c) до оси, проходящей через центр тяжести площади менее сжатой или растянутой арматуры из условия равновесия моментов внешних и внутренних сил сечения, по формуле:

$$z_c = (N_u e - \sum \sigma_{si} s_{si}) / N_s, \quad (3)$$

где e – эксцентриситет внешней силы относительно той же оси с учетом измеренного прогиба; s_{si} – статический момент площади сечения i -того арматурного стержня относительно той же оси.

Отношение (ω) средних напряжений в бетоне сжатой зоны ($\sigma_{m.c}$) к призменной прочности бетона (f_c), или коэффициент полноты эпюры напряжений, вычислялись по формуле:

$$\omega = \frac{\sigma_{m.c}}{f_c} = \frac{N_c}{\omega x f_c}, \quad (4)$$

где ω – ширина сечения; x – высота сжатой зоны бетона, полученная из экспериментов.

В формулах (2) и (3) не учитывается работа растянутого бетона над трещиной, поскольку в стадии разрушения она не оказывает заметного влияния на N_c и z_c .

Положение центра тяжести площади эпюры напряжений характеризуется коэффициентом β , который представляет собой отношение расстояния от линии действия усилия N_c до сжатой грани к высоте сжатой зоны:

$$\beta = (d - z_c) / x, \quad (5)$$

где d – расстояние от оси, проходящей через центр тяжести площади менее сжатой или растянутой арматуры, до наиболее сжатой грани сечения элемента.

Кривые « $\omega - \xi$ » (рис. 4), построенные по данным опытов, отражают напряженное состояние бетона сжатой зоны в стадии, предшествующей разрушению, имеют минимум при эксцентриситетах, близких к ядровым ($\xi = x/d \approx 1$). С увеличением эксцентриситета за пределами ядра сечения значения ω возрастают, приближаясь к единице. Это свойство параметра ω характерно для случая армирования сжатой зоны высокопрочной сталью. При использовании в железобетонных элементах мягких арматурных сталей коэффициент ω с увеличением эксцентриситета за пределами ядра сечения практически не изменяется. Даже при малом проценте армирования высокопрочной сталью ($\rho = 1,15\%$) [8] наблюдается повышение значений ω с увеличением эксцентриситета внешней силы или с уменьшением высоты сжатой зоны. При одной и той же высоте сжатой зоны более высокие проценты армирования высокопрочной сталью вызывают увеличение полноты эпюры напряжений в бетоне.

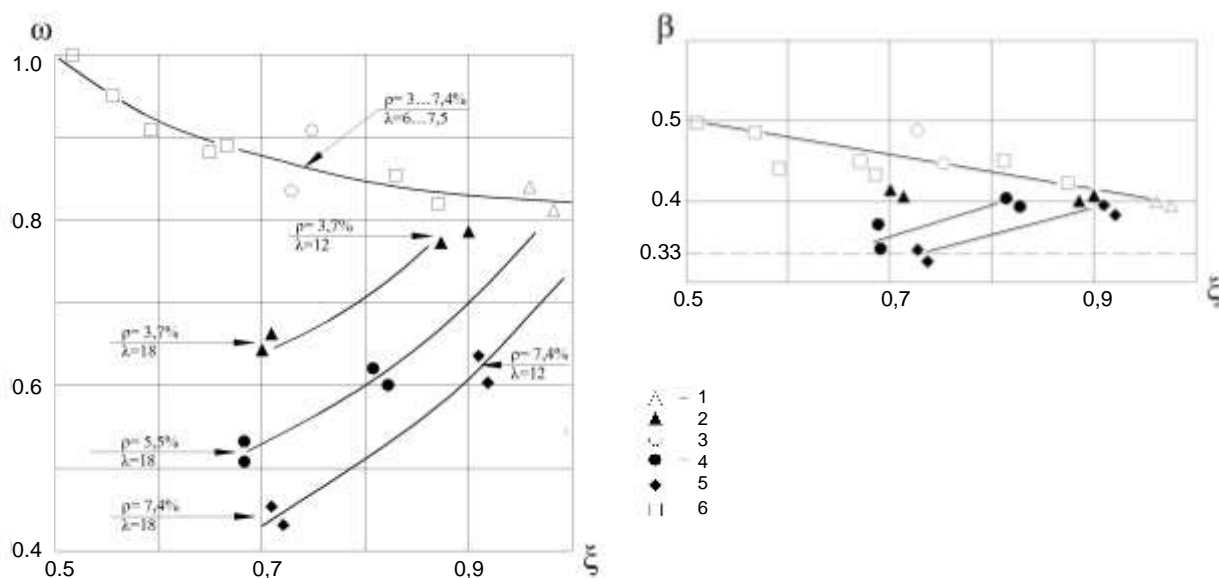


Рис. 4. Зависимость коэффициентов ω и β от относительной высоты сжатой зоны ξ :
1 – 5 – опыты автора [7, 8, 11]; 6 – опыты В.В. Сурина, Б.Я. Рискинда, Е.А. Чистякова [9, 10]

На характер изменений β в предельной стадии по прочности (см. рис. 4) влияет процент армирования образца. Чем выше процент армирования, тем быстрее параметр β при увеличении эксцентриситета или уменьшении высоты сжатой зоны достигает наибольшего значения, равного 0,5. Наименьшие величины β соответствуют эксцентриситетам, близким к ядровым.

Многочисленные результаты исследований, приведенных в работах [7, 8], показывают, что величина β уменьшается до 0,33, а величина ω – до 0,5 с увеличением прочности или снижением неупругих свойств бетона сжатой зоны. Перераспределение напряжений в сжатой зоне железобетонного элемента, вызывающее искривление эпюры напряжений, связано именно с неупругими деформациями бетона, поэтому при уменьшении последних можно ожидать приближение формы эпюры напряжений к треугольной. Увеличение неупругих деформаций характеризуется перемещением точки приложения равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны в сторону нейтральной оси, что приводит к возрастанию значений β до 0,5, ω – до 1, отвечающих прямоугольной форме эпюры напряжений. В коротких опытных образцах [7 – 9, 12] из тяжелого бетона достаточно высокой прочности ($f_c = 45,2...48,7$), имеющего пониженную способность к перераспределению напряжений даже при эксцентриситетах на границе ядра сечения ($\xi = 0,85...0,9$), получены довольно высокие средние показатели эпюры напряжений ($\omega = 0,87$; $\beta = 0,42$). Согласно исследованиям [12], образцы без армирования из бетона примерно такой же прочности ($f_c = 46,08$ МПа), испытанные на внецентренное сжатие с ядровым эксцентриситетом, имели меньшие значения характеристик

эпюры напряжений сжатой зоны ($\omega = 0,734$; $\beta = 0,34...0,35$) и за пределами ядра сечения практически не менялись. Опытные результаты исследований изгибаемых элементов, армированных сталью 35ГС, упрочненной вытяжкой, позволили заметить некоторое увеличение полноты эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны при уменьшении значений ξ , что согласуется с данными, полученными в наших исследованиях.

Параметры работы бетона сжатой зоны ω и β (см. рис. 4) для образцов с гибкостью (λ), равной 12, и для образцов с гибкостью, равной 18, имеют меньшие значения, чем для коротких образцов ($\lambda = 6$). Это объясняется тем, что к моменту потери устойчивости конструкций, когда достигается наибольшая нагрузка на образец, сжатая зона имеет запас прочности, благодаря чему элемент продолжает нести ниспадающую нагрузку при ускоренном развитии прогибов, деформаций и перераспределении напряжений в бетоне вплоть до разрушения. Таким образом, разрушение коротких стоек происходит одновременно с достижением максимальной продольной силы, а разрушение средних сечений гибких стоек наблюдается после потери устойчивости и исчерпания прочности сжатой зоны. В этом состоит основная особенность и отличие работы гибких сжатых элементов от коротких.

Из анализа также следует, что при наличии в сжатой зоне высокопрочной стержневой арматуры значительно повышаются неупругие свойства бетона, способствующие перераспределению напряжений на менее нагруженные участки бетона. С увеличением процента армирования или с уменьшением высоты сжатой зоны это свойство проявляется в большей мере.

Коэффициент β характеризует относительное положение в сечении центра тяжести эпюры напряжений в бетоне, или точку приложения равнодействующей усилий, воспринимаемых бетоном сжатой зоны опытных образцов. Представляет интерес также анализ возможных отклонений в расчетной оценке момента усилия, воспринимаемого бетоном сжатой зоны при условной прямоугольной форме эпюры напряжений в бетоне. Такой анализ проведен исходя из условий равенства усилия, воспринимаемого бетоном опытных образцов, и усилия, воспринимаемого бетоном при условной прямоугольной эпюре напряжений, равных призмной прочности. При этом рассмотрено соотношение:

$$z_{\beta} = z_c / z_d, \quad (6)$$

где z_c – расстояние от центра тяжести площади мене сжатой или растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей N_c , полученное по формуле (3); z_d – расстояние от той же оси до точки приложения равнодействующей N_c в условной прямоугольной эпюре напряжений, вычисленное по формуле:

$$z_d = (h_o - 0,5 \cdot N_c / f_c \cdot b) / N_c, \quad (7)$$

При анализе изменений z_{β} в зависимости от относительного эксцентриситета и процента армирования установлено, что в большинстве случаев опытные результаты превышают расчетные. Средняя величина весьма близка к единице ($z_{\beta} \approx 1,053$). Среднеквадратическое отклонение среднего ($\sigma_x = 6,27 \cdot 10^{-2}$) и коэффициент вариации ($v = 6,1 \cdot 10^{-2}$) весьма малы, следовательно, точки приложения равнодействующей усилий в условной прямоугольной сжатой зоне и равнодействующей сжатой зоны опытных образцов можно считать практически совпадающими в предельной стадии по прочности элемента.

Рассмотренный выше параметр напряженного состояния бетона сжатой зоны ω характеризует величину средних напряжений при условной прямоугольной форме эпюры, т.е. при равномерном распределении напряжений по площади. Высокие показатели коэффициента ω , достигающие величины 0,9... 1,02,

а также криволинейное очертание фактической эпюры напряжений позволяют предположить, что максимальные напряжения в бетоне сжатой зоны превышают призмную прочность.

Задавшись формой эпюры распределения напряжений в бетоне сжатой зоны, близкой к фактической, можно оценить, хотя и приближенно, значения максимальных напряжений. Исходным критерием выбора формы эпюры, как принято в исследованиях НИИЖБ [12], может служить коэффициент β , отражающий положение равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны. Принятая форма эпюры должна соответствовать изменениям положения центра тяжести её площади, наблюдаемым в опытах. В диапазоне изменений β от 0,33 до 0,5 этому требованию удовлетворяет, например, трапециевидная эпюра (рис. 5).

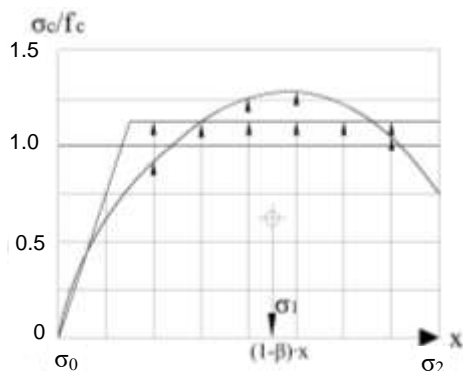


Рис. 5. Эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны в виде условной прямоугольной, линейной и криволинейной трапеций

Условный коэффициент полноты этой эпюры (ω_d) и максимальные напряжения (σ_{cu}) определяются по формулам:

$$\omega_d = 0,5 + 0,25(3\beta - 1) + 0,5[0,25(3\beta - 1)^2 - (1 - 3\beta)]^{0,5}, \quad (8)$$

$$\sigma_{cu} = f_c \cdot \frac{\omega}{\omega_d}. \quad (9)$$

Исходя из общепринятых представлений о характере распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения в стадии разрушения, фактическая эпюра имеет криволинейное очертание с наибольшей ординатой в глубине и нисходящей ветвью у грани элемента. Если принять форму эпюры в виде криволинейной трапеции (см. рис. 5), имеющей величину напряжений на конце нисходящего участка или у грани сечения, равную $0,8 f_c$ [2], то ордината максимального напряжения может быть найдена по усилию в бетоне сжатой зоны (N_c), полученному из опытов, или площади эпюры (A_σ) по формуле:

$$A_\sigma = \int_0^x f(x) dx. \quad (10)$$

Значение интеграла с достаточной точностью для практических расчетов может быть определено по приближенной формуле Симпсона для криволинейных трапеций:

$$\int_0^x f(x) dx \approx \frac{X}{6} \cdot (\sigma_0 + 4\sigma_1 + \sigma_2). \quad (11)$$

Приняв $\sigma_0 = 0$; $\sigma_1 = \sigma_{cu}$; $\sigma_2 = 0,8 f_c$, преобразуем выражение (11) к виду:

$$\sigma_{cu} = 1,5 \cdot \frac{A_\sigma}{X} - 0,2 f_c, \text{ или } \sigma_{cu} = 1,5 \cdot \frac{N_c}{A_\sigma} - 0,2 f_c. \quad (12)$$

Вычисленные по формулам (9) и (13) значения максимальных напряжений в бетоне сжатой зоны в большинстве случаев для коротких образцов превосходят призмную прочность бетона (рис. 6), достигая величин $(1,2...1,4) f_c$ значения максимальных напряжений в бетоне сжатой зоны гибких элементов в стадии потери устойчивости ниже призмной прочности, и составляют $(0,6...0,8) f_c$.

Сущность этих явлений заключается в свойстве, присущем главным образом бетону. С некоторого уровня нагрузки на образец напряжения в бетоне у наиболее сжатой грани сечения достигают предела прочности. При дальнейшем нагружении бетон в данной части сечения не способен воспринимать возрастающую нагрузку. Однако это не приводит к разрушению элемента.

За счёт совместного деформирования под действием сжимающих усилий арматура и бетон оказывают взаимное влияние на распределение усилий и напряжений между собой. Благодаря чему арматура как более жесткий и упругий материал воспринимает ту часть усилий, которую бетон не способен нести после достижения в нём предельных напряжений. При этом работа бетона переходит на нисходящую ветвь диаграммы сжатия «напряжения – деформации», которая характеризуется нарастанием продольных деформаций, что в свою очередь позволяет достигать напряжений в сжатой высокопрочной арматуре порядка 1000 МПа и выше. То есть благодаря возможности перераспределения усилий с бетона на арматуру сечение способно нести увеличивающуюся нагрузку. Кроме того, при неоднородном напряженном состоянии напряжения перераспределяются не только между бетоном и арматурой, но и в бетоне по высоте сжатой зоны на менее напряженные его участки. В глубине сечения бетон деформируется в стесненных условиях, что приводит к увеличению напряжений и перемещению ординаты максимальных напряжений из более нагруженной или даже разрушающейся области вблизи сжатой грани в центральную, менее напряженную часть сжатой зоны. Что касается действительной работы железобетонных конструкций вблизи сжатой грани сечения, то здесь целесообразно принять во внимание наличие нисходящей ветви диаграммы «напряжение – деформация» для бетона, которая характеризуется нарастанием продольных деформаций и снижением напряжений.

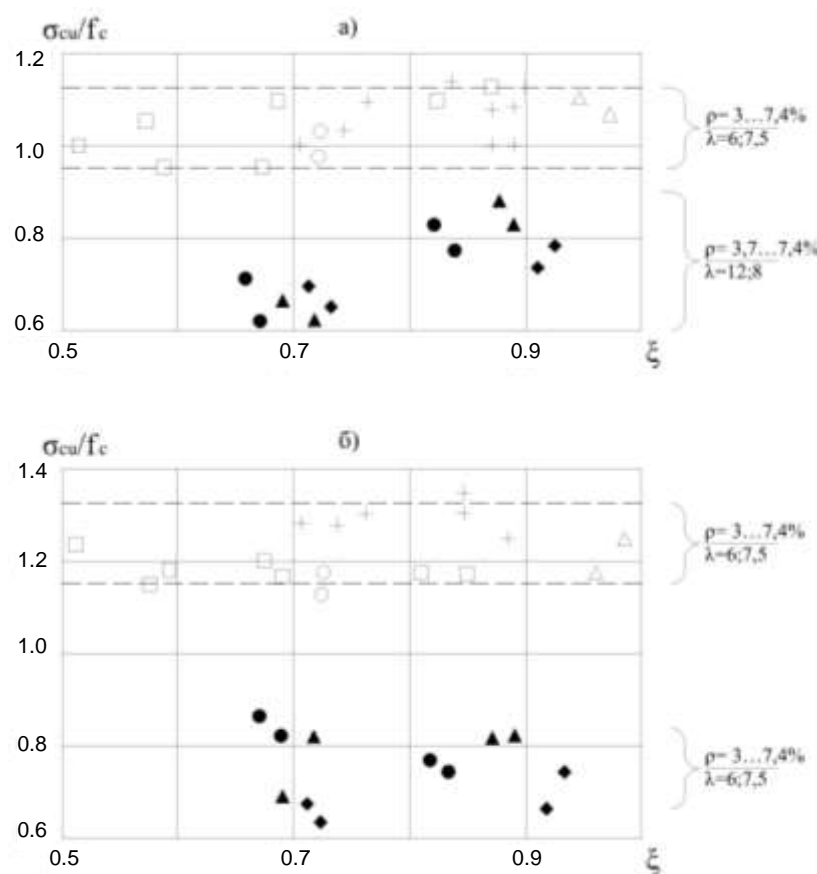


Рис. 6. Максимальные напряжения в бетоне сжатой зоны при условных эпюрах в виде линейной (а) и криволинейной (б) трапециях (условные обозначения см. рис. 4)

В результате целого ряда численных экспериментов, в ходе которых рассматривались различные варианты трансформации диаграммы « $\sigma_c - \epsilon_c$ », принятой в нормах [2] для осевого сжатия, с учетом напряженно-деформированного состояния опытных образцов, введением поправочных коэффициентов γ_f и γ_ϵ к значениям f_c и ϵ_c соответственно или к координатам основной базовой точки диаграммы состояния бетона. При этом отмечено, что без введения поправочных коэффициентов к описанию диаграммы деформирования бетона сжатой зоны расчетная несущая способность недооценивает до 40 % полученную опытным путем.

Корректировкой поправочных коэффициентов получено максимальное сближение расчетных и опытных значений предельных усилий и деформаций при величине координаты базовой точки по оси « ϵ » диаграммы, вычисляемой по формуле:

$$\epsilon_{xc} = \gamma_\epsilon \epsilon_c = 2,19 - 0,2\rho - \lambda/60, \quad (13)$$

где λ – гибкость конструкции, принимаемая в расчете $\lambda \leq 15$; ρ – процент армирования сечения продольной высокопрочной арматурой (при $\rho > 4,7\%$ принимаем $\rho = 4,7\%$).

Закключение

1. Использование голографического метода в экспериментальном исследовании, путем лишь качественного анализа картины интерференционных полос позволило с высокой степенью достоверности получить полную картину распределения деформаций поверхности железобетонного элемента.

2. Распределение деформаций по высоте поперечных сечений исследованных образцов и положение нейтральной оси, установленных после расшифровки голограммы, показали зависимость, близкую к линейной, отражающую пропорциональную связь средних деформаций и расстояний до нейтральной оси, что подтверждает справедливость гипотезы плоских сечений.

3. Выявлена особенность работы гибких стоек, состоящая в том, что в стадии потери устойчивости при достижении максимальной нагрузки прочность сжатой зоны оказывается неисчерпанной, благодаря чему сечения продолжают нести ниспадающую нагрузку при ускоренном развитии прогибов, деформаций и перераспределении усилий в бетоне вплоть до разрушения. Разрушение коротких стоек происходит от достижения предельных напряжений в материале, т.е. по прочности, а разрушение сечений гибких стоек наблюдается после потери устойчивости, вслед за которой наступает разрушение сжатой зоны сечения при упавшей нагрузке.

4. На основании анализа характеристик напряженного состояния бетона сжатой зоны железобетонных конструкций, армированных сталью класса S800 и выше, предложено в общем деформационном методе расчета использовать трансформированную диаграмму «напряжения – деформации» для бетона, учитывающую влияние неоднородного распределения деформаций, высокопрочной стали и гибкости сжатых элементов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Андреев, В.Г. Определение прочности внецентренно сжатых стержней с учетом гипотезы плоских сечений / В.Г. Андреев // Бетон и железобетон. – 1982. – № 2. – С. 30 – 31.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02 / Мин-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2003. – 139 с.
3. Беглов, А.Д. К вопросу о моделях евростандартов и СНиП по железобетону / А.Д. Беглов, Р.С. Санжаровский, В.М. Бондаренко // Бетон и железобетон. – 2004. – № 3. – С. 30 – 31.
4. Развить и усовершенствовать основы теории расчета и комплексной оценки несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности строительных конструкций с учетом статических, динамических и повторных нагрузок, воздействий окружающей среды и внедрить их в практику проектирования, а также разработать и внедрить новые виды арматурной проволоки и канатов из нее: отчет о НИР / Полоц. гос. ун-т; науч. рук. А.И. Семенов. – Новополоцк, 1985. – 189 с. – № ГР 81006068.
5. Экспериментальные исследования трещинообразования в бетоне по испытанным образцам, кернам и моделям методом голографической интерферометрии: отчет о НИР / НИИСФ Госстроя СССР; науч. рук. С.В. Александровский. – М., 1982. – 86 с.
6. Popkov, J. Quality Control of Reinforced Concrete Structures by Holography / J. Popkov, G. Machkavtssev // International Symposium Non – Destructive Testing in Civil Engineering (NTD-CE). – Berlin, Germany, 1995. – P. 1249.
7. Басовец, С.А. Прочность сжатых железобетонных элементов различной гибкости с высокопрочной стержневой арматурой: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / С.А. Басовец. – Новополоцк, 1999. – 24 с.
8. Попков, Ю.В. Прочность железобетонных элементов с высокопрочной стержневой арматурой при косом внецентренном сжатии: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.В. Попков. – Новополоцк, 1988. – 24 с.
9. Рискинд, Б.Я. Применение высокопрочной сжатой арматуры в железобетонных конструкциях / Б.Я. Рискинд // Промышленность сборного железобетона. Сер. 3. – М., 1982. – Вып. 3. – 39 с.
10. Сурин, В.В. Прочность внецентренно сжатых железобетонных элементов с высокопрочной стержневой арматурой (при кратковременной нагрузке): автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Сурин. – Челябинск, 1981. – 20 с.
11. Попков, Ю.В. Работы сжатой зоны железобетонных элементов, армированных высокопрочной стержневой арматурой / Ю.В. Попков, И.В. Шлапаков // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: сб. тр. / под ред. Д.Н. Лазовского. – Минск, 2001. – С. 309 – 316.
12. Беликов, В.А. Исследование внецентренно сжатых железобетонных колонн из высокопрочных бетонов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.А. Беликов. – Киев, 1969. – 27 с.
13. Баташев, В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием / В.М. Баташев. – Киев, 1978. – 120 с.

Поступила 25.05.2007